

인장연화거동을 고려한 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 모멘트-곡률 해석

Moment-Curvature Analysis of Steel Fiber-Reinforced Ultra High Performance Concrete Beams with Tension Softening Behavior

양 인 환† 조 창 빈* 김 병 석**
Yang, In-Hwan Joh, Changbin Kim, Byung-Suk

요 지

강섬유 보강 콘크리트의 인장연화특성은 구조적 거동에 매우 중요한 역할을 하며, 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 우수한 구조성능을 파악하기 위해서는 인장연화거동의 정밀모델링 및 이를 반영한 수치해석 기법이 필요하다. 따라서, 이 논문에서는 강섬유로 보강된 콘크리트의 부재의 인장연화거동 특성을 고려한 휨 거동을 예측하기 위한 수치해석 기법을 제시하였다. 강섬유 보강 콘크리트의 하중-균열개구변위 실험결과를 반영하여 가상균열모델에 근거한 균열방정식과 역해석 기법에 의해 인장연화모델링을 수행하였다. 또한, 인장연화거동을 반영한 재료모델링을 수행하였다. 제시기법에 의한 초고성능 콘크리트 보의 모멘트-곡률 수치해석 결과를 실험결과와 비교·분석하였으며, 수치해석 결과와 실험결과는 비교적 잘 일치하고 있다. 제안기법에 의해 강섬유 보강 초고강도 콘크리트 보의 휨강도를 정확하게 예측할 수 있다고 판단된다.

핵심용어 : 강섬유 보강 콘크리트, 인장연화거동, 모멘트-곡률, 가상균열

Abstract

Tensile softening characteristics play an important role in the structural behavior of steel fiber-reinforced ultra high performance concrete. Tension softening modeling and numerical analysis method are necessary for the prediction of structural performance of steel fiber-reinforced concrete. The numerical method to predict the flexural behavior is proposed in this study. Tension softening modeling is carried out by using crack equation based on fictitious crack and inverse analysis in which load-crack opening displacement relationship is considered. Thereafter material modeling is performed considering tension softening. The comparison of moment-curvature curves of the numerical analysis results with the test results indicates a reasonable agreement. Therefore, the present numerical results prove that good prediction of flexural behavior of steel fiber-reinforced ultra high performance concrete beams can be achieved by employing the proposed method.

Keywords : steel fiber-reinforced concrete, tension softening, moment-curvature, fictitious crack

1. 서 론

강섬유 보강 콘크리트는 기존의 일반 콘크리트의 낮은 인장강도, 취성 특성 등의 한계점을 극복하기 위해 콘크리트에 강섬유를 혼입한 콘크리트이며, 강섬유 보강 콘크리트에 대한 적용이 증가하고 있다. 강섬유 보강 콘크리트는 콘크리트의 휨강도, 전단강도를 증가시킬 뿐만 아니라, 인성, 연성,

피로 및 충격에 대한 저항능력을 향상시킨다. 강섬유 보강 콘크리트는 초고강도의 발현, 인성의 증대 등을 통해 초고성능 콘크리트로 일컬어질 정도로 성능이 증대되고 있다(Yuguang 등, 2008).

강섬유 보강 콘크리트의 거동 특성 및 평가를 위한 여러 연구가 진행되었다. Swamy와 Al Ta'an(1981), Alsayed(1993), Oh(1991) 및 Ashour와 Wafa(1993)는 휨을 받는 강섬유 보

† 책임저자, 정회원 · 군산대학교 토목공학과 교수
Tel: 063-469-4752 ; Fax: 063-469-4791
E-mail: ihyang@kunsan.ac.kr

* 한국건설기술연구원 구조교량연구실 수석연구원

** 한국건설기술연구원 구조교량연구실 선임연구위원

• 이 논문에 대한 토론을 2011년 8월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2011년 10월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

강 콘크리트 보의 처짐 및 휨강도에 관한 연구를 수행하였다. 강수태 등(2008)은 강섬유의 혼입률에 따른 초고강도 콘크리트의 휨강도 보강효과를 연구하였으며, 한상묵 등(2009)은 다차원적 균열기준을 고려한 초고강도 섬유보강 콘크리트 보의 유한요소해석 알고리즘을 제시한 바 있다. 또한, 오영훈 등(2008)은 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨강도 및 전단강도 평가에 관한 연구를 수행하였다. 선행 연구결과를 강섬유 보강 콘크리트 부재는 휨강도 및 전단강도를 향상시킬 뿐만 아니라, 특히 균열 이후 연성거동특성을 향상시키는 것을 나타낸다. 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 뛰어난 연성거동은 실질적으로 콘크리트의 균열후 인장연화특성에 기인한다(Casanova와 Rossi, 1999). 인장연화특성은 구조물의 파괴거동에 매우 중요한 역할을 한다. 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 구조성능을 평가하기 위해서는 유한요소해석 등에 의한 인장연화거동의 정밀한 모델링이 필요하다. 또한, 폭넓은 실용화를 도모하고 활용분야를 개척하기 위해서는 인장연화특성을 고려한 해석기법의 확립이 필요하다.

그러나 강섬유 보강 초고강도 콘크리트의 재료 및 구조부재 실험을 통한 특성 파악에 비해 재료모델링 및 구조거동 해석에 관한 연구는 상대적으로 미비한 실정이다. 또한, 기존에 제안된 강섬유 보강 콘크리트에 대한 대부분의 휨거동 평가기법은 압축강도 50MPa이내의 보통 강도 강섬유 보강 콘크리트를 대상으로 수행되었으며, 이 연구에서 대상으로 하고 있는 150MPa이상의 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 휨거동을 예측하는데 한계가 있다.

따라서 이 연구에서는 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 인장연화 거동을 모델링하는 기법과 단면해석을 통한 모멘트-곡률 해석기법을 제시하였다. 연구에서 적용한 강섬유 보강 초고강도 콘크리트는 2% 부피비의 강섬유를 혼입하고, 180MPa이상의 압축강도를 나타내는 복합건설재료이다. 먼저, 인장연화곡선은 가상균열모델에 근거하여 콘크리트의 균열성장해석과 역해석을 수행하여 도출한다. 또한, 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보를 제작하여 수행한 휨실험 결과를 고찰한다. 인장연화거동 특성을 반영한 재료모델링을 제시하였다. 마지막으로 재료모델링을 적용하여 보 부재의 모멘트-곡률 해석을 수행하였으며, 해석결과와 실험결과를 비교·분석을 수행하여 제안기법의 효용성을 고찰하였다.

2. 인장연화거동 모델링

2.1 인장연화거동 고찰

기존 연구자들은 콘크리트의 인장연화곡선이 파괴거동을

특성 짓는데 매우 유용한 인자인 것을 지적하였다. 인장연화곡선은 파괴진행대의 에너지 변화를 산정하는데 사용할 수 있으며, 콘크리트의 탄소성 파괴인자에 대한 다양한 정보를 제공한다.

콘크리트의 인장연화곡선을 구하기 위한 대표적인 실험방법으로는 직접인장 실험방법과 노치가 있는 보의 3점재하 휨인장실험방법 등이 있다. 일부 연구자는 직접인장 실험을 통하여 인장연화곡선을 측정하고자 시도하였다(Gopalaratnam & Shah, 1985; Wang 등, 1990). 그러나 직접인장 실험을 수행하기 위해서는 특별한 실험장비가 필요하며, 실험수행 중에 안정적인 하중조건을 유지하기가 힘들다. 또한, 직접인장 실험에 의해서는 평균응력을 측정할 수 있으나, 실제의 응집응력(cohesive stress)과 균열개구변위(CMOD)와의 관계를 획득할 수 없다. 또한, Li 등(1987)은 J-적분 개념에 근거하여 인장연화곡선을 결정하기 위한 실험기법을 소개한 바 있다. 이 기법에 의해 인장연화곡선을 산정하기는 비교적 간단하지만, 해석을 위해 두 개의 실험시편이 필요하고 결과는 높은 변동성을 나타낸다.

반면에, 노치가 있는 보의 3점재하 휨인장실험은 RILEM(2002), JCI(2003) 등의 표준 실험방법이며, 강섬유 보강 콘크리트의 인성, 에너지 해방률과 같은 파괴역학 인자를 구하는데 용이한 실험방법으로 알려져 있다.

2.2 인장연화곡선 모델링

Roelfstra와 Wittmann(1986)은 응집력(cohesive force) 모델 해석에 의해 이중 선형 인장연화곡선(bilinear tension softening diagram)을 결정하기 위한 역해석기법을 제안한 바 있다. 그러나 이 기법은 이중 선형 형상의 인장연화곡선만을 산정할 수 있는 한계가 있다(Uchida & Barr, 1998). 이러한 한계를 극복하기 위해 이 연구에서의 인장연화곡선은 그림 1과 같이 Hillerborg(1976)의 가상균열모델에 근거한 해석을 통해 구하며, 곡선의 형상은 그림 2와 같이 다중의 선분으로 구성되는 다중 선형 인장연화곡선으로 표현한다(Kitsutaka, 1997). 가상균열모델에서 응집응력 $\sigma(a, x)$ 는 균열개구변위 $\delta(a, x)$ 의 다중선형함수로 나타낸다.

$$\sigma(a, x) = m(\delta) \cdot \delta + n(\delta) \quad ; \quad \delta = \delta(a, x) \quad (1)$$

여기서, a : 균열길이

x : 균열개구부로부터의 위치

$m(\delta)$: 연화곡선의 기울기

$n(\delta)$: 변곡점으로써 σ_0 와 $m(\delta)$ 의 함수

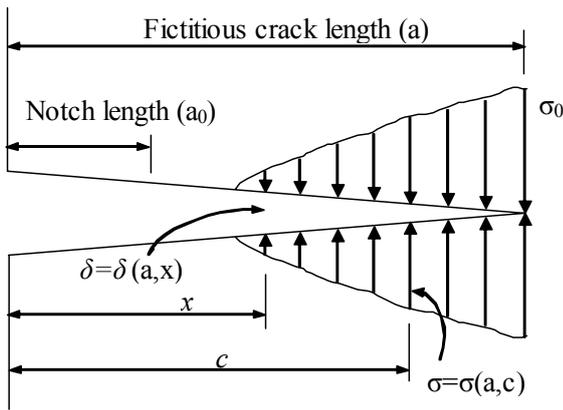


그림 1 가상균열모델(Hillerborg, 1976)

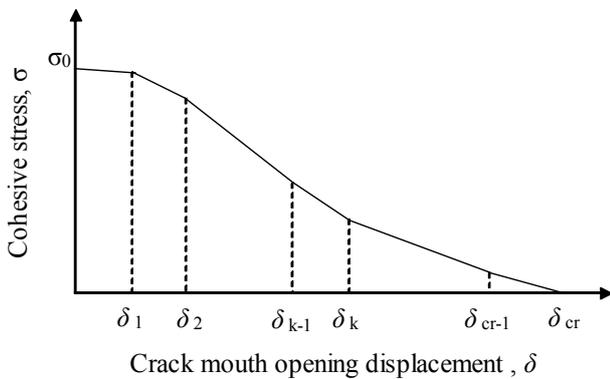


그림 2 다중선형 인장연화곡선

식 (1)의 $n(\delta)$ 는 다음과 같이 나타낸다.

$$n(\delta) = \sigma_0 + \sum_{i=1}^{k-1} \{ [m(\delta_i) - m(\delta_{i+1})] \cdot \delta_i \} \quad (2a)$$

$$\delta_{k-1} < \delta \leq \delta_k \quad (k = 1, \dots, cr) \quad (2b)$$

따라서, 인장연화곡선 문제는 σ_0 와 $m(\delta)$ 의 결정 문제로 귀결된다. 응집력을 갖는 균열 시편의 경계조건은 식 (3)의 응력확대계수(stress intensity factor)의 평형조건과 식 (4)의 균열개구변위의 평형조건으로 정의된다.

$$K(a) = K_p(a) + K_r(a) = 0 \quad (3)$$

$$\delta(a, x) = \delta_p(a, x) + \delta_r(a, x) \quad (4)$$

여기서, $K(a)$, $K_p(a)$ 및 $K_r(a)$ 는 각각 전체 하중, 외력 및 응집력에 의한 응력확대계수이다. 또한, $\delta_p(a, x)$ 와 $\delta_r(a, x)$ 는 각각 외력 및 응집력에 의한 균열개구변위이다. 이러한 관계는 유한요소해석 또는 경계요소해석에 의해 계산할 수 있으나, 단 순보의 경우에는 선형과곡역학 해석결과를 이용하여 계산할 수 있다. 식 (3)의 $K_p(a)$ 와 $K_r(a)$ 는 다음과 같다.

$$K_p(a) = \sigma_p \sqrt{\pi a} \cdot F(a, d) \quad (5)$$

$$K_r(a) = \frac{2}{\sqrt{\pi a}} \int_0^a \sigma(a, c) \cdot G(a, c, d) dc \quad (6)$$

여기서, σ_p : 외력에 의한 공칭응력

d : 보의 높이

c : 응집력이 작용하는 균열표면 위치좌표

$F(a, d)$, $G(a, c, d)$: 가중치 함수

균열개구변위 계산을 위해 균열체의 변위는 응력확대계수를 이용하여 나타낸다.

$$dy = d_0 + \frac{2}{E} \int_x^a K(z) \left[\frac{\partial K_F(z)}{\partial F} \right]_{F=0} dz \quad (7)$$

여기서, dy : x 에서의 변위

d_0 : 비균열체의 변위

z : 균열길이 좌표

F : x 에 작용하는 가상의 힘

E : 탄성계수

$K(z)$: 변위 dy 를 유발하는 응력확대계수

$K_F(z)$: dy 방향으로 작용하는 가상력 F 에 의한 응력확대계수

식 (5)와 (6)을 식 (7)에 대입하고, 식 (4)의 우변을 정리하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta_p(a, x) = \frac{4\sigma_p}{E} \int_x^a F(z, d) \cdot G(z, x, d) dz \quad (8)$$

$$\delta_r(a, x) = \frac{8}{\pi E} \int_x^a \sigma(a, c) \left[\int_x^a \frac{1}{z} G(z, x, d) \cdot G(z, c, d) dz \right] dc \quad (9)$$

식 (5)와 (6)을 식 (3)에 대입하고 식 (8)과 (9)를 식 (4)에 대입한 후, 식 (3)과 (4)에서의 σ_p 를 소거하면, 균열 적분식은 식 (10)과 같이 표현된다.

$$\delta(a, x) = \int_0^a \sigma(a, c) \cdot H(a, x, c) dc \quad (10)$$

여기서, $H(a, x, c)$ 는 일명 H -함수로서 가중값 함수이다.

$$H(a, x, c) = \frac{8}{\pi E} \int_x^a \left[\frac{1}{z} G(z, c, d) - \frac{1}{a} G(a, c, d) \frac{F(z, d)}{F(a, d)} \right] \cdot G(z, x, d) dz \quad (11)$$

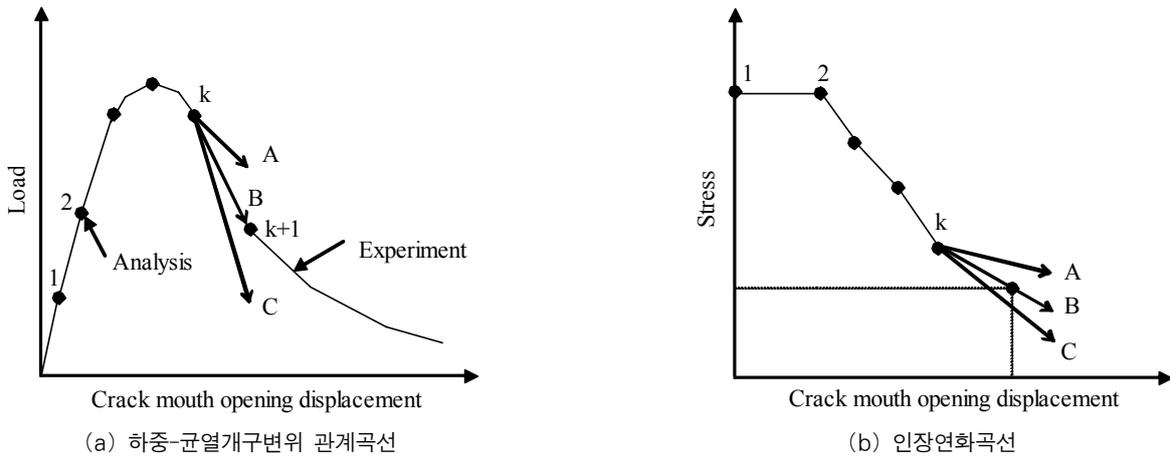


그림 3 역해석에 의한 인장연화곡선 최적화

식 (1)의 $\sigma(a,x)$ 를 식 (10)에 대입하고, 균열면에서의 모든 절점수(=n)에 대해 매트릭스 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$\mathbf{A}_{ij} \mathbf{d}_i = \mathbf{b}_j \quad (i, j = 1, \dots, n) \quad (12)$$

식 (12)의 매트릭스를 구체적으로 나타내면 다음과 같다.

$$\mathbf{A}_{ij} = -m_k \cdot l_j \cdot H(a, x_i, c_j) + \phi(i, j) \quad (13a)$$

$$\phi(i, j) = \begin{cases} 1 & (i = j) \\ 0 & (i \neq j) \end{cases} \quad (k = 1, \dots, cr) \quad (13b)$$

$$\mathbf{d}_i = \delta(a, x_i) \quad (13c)$$

$$\mathbf{b}_j = \sum_{i=1}^n [n_k \cdot l_j \cdot H(a, x_i, c_j)] \quad (13d)$$

여기서, 식 (13a)에서 l_j 는 절점 j 에서의 응집응력의 유효면적 폭이다. 다중선형 인장연화곡선의 경우, m_k 의 계수는 연립방정식의 해로써 d_i 의 함수이다. 이 문제는 각 절점에서의 m_k 의 적절한 k 를 변화하면서 반복계산으로 해결할 수 있다.

하중-균열개구변위(CMOD) 측정값을 이용한 균열성장해석으로부터 다중 선형의 인장연화곡선을 산정하는 개념을 그림 3에 나타내었다. k 번째 단계(δ_{k1})에서 균열개구변위와 인장연화곡선의 기울기(m_k)는 실험하중과 균열방정식에서 구한 하중의 최적화에 의해 결정한다. 균열선단에서 균열개구까지 균열변위가 단조증가한다고 가정할 때, 균열개구부에서의 균열변위가 최대값을 갖는다. 각 해석 단계에서의 인장연화곡선의 직선의 기울기는 하중-CMOD 관계와 일치할 때까지 반복 수행된다. 현재 단계(k 번째 단계)에서 결정된 인장연화곡선은 다음 단계($k+1$ 번째 단계)의 구성 방정식에 사용된다. 따라서, 각 해석단계마다 모든 균열변위에 대한 구성방

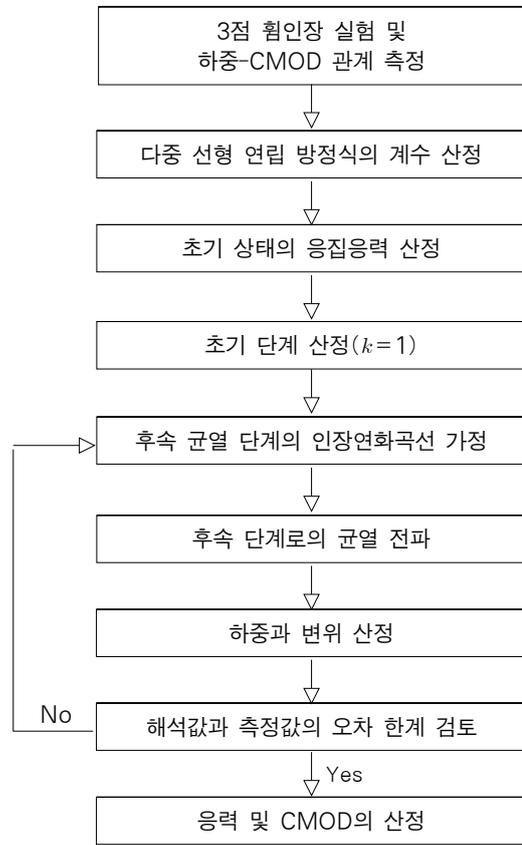


그림 4 인장연화곡선 모델링 절차

정식을 구성하여 최적의 인장연화곡선을 산정한다. 인장연화곡선 산정을 위한 해석과정을 그림 4에 정리하여 나타내었다.

3. 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 재료모델링

강섬유 보강 초고성능 콘크리트를 이용한 구조물 설계가 이루어지기 위해서는 우선적으로 재료의 역학적 거동 특성을 명확히 모델링하여야 한다. 아울러 실제 거동을 정확히 모사

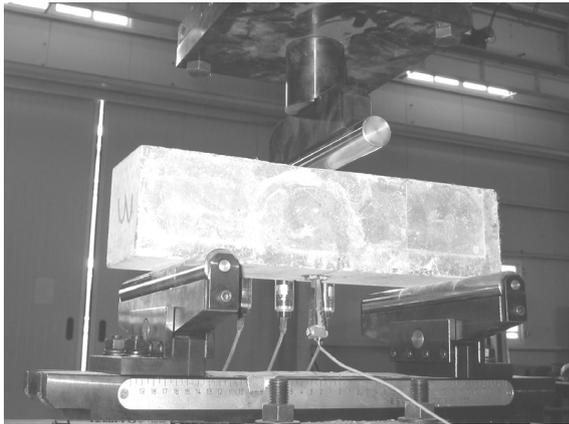


그림 5 3점 하중재하법에 의한 휨인장실험

가능한 구성 모델을 확립하는 것이 필요하다. 일반 콘크리트의 경우에는 콘크리트의 압축강도에 의해 기타 거동 특성값을 결정하여 재료특성 모델링이 가능하지만, 강섬유 보강 초고성능 콘크리트는 재료구성 및 제조방법 등에 따라 거동 특성에 차이가 발생한다. 강섬유 보강 초고강도 콘크리트는 압축강도만으로 구성모델의 주요 인자를 결정하는 것이 어려우므로 압축과 인장에 대한 각각의 거동특성을 파악하고 적합한 구성모델을 정립하여야 한다.

보 부재를 제작할 때 타설되는 강섬유 보강 콘크리트를 이용하여 압축 및 인장 재료실험을 수행하였으며, 실험결과를 재료 모델링에 활용하였다. 사용된 강섬유의 밀도는 $7,500\text{kg/m}^3$, 항복강도는 $2,500\text{MPa}$, 직경은 0.2mm , 길이는 13mm 이며, 강섬유의 부피비는 2%이다.

콘크리트의 매회 배치(batch)마다, 압축강도 실험용 원주형 공시체를 제작하였다. 압축강도 재료실험을 수행할 때 측정된 하중-변위 관계를 바탕으로 압축응력-변형률 관계 곡선을 획득하였으며, 이로 부터 압축강도와 탄성계수를 산정하였다. 또한, 휨인장 거동을 파악하기 위하여 그림 5와 같이 노치(notch)를 갖는 휨인장 실험용 시편을 제작하여 3점 하중재하법에 의해 휨인장 실험을 수행하였다. 휨인장시편은 100mm (가로) \times 100mm (세로) \times 400mm (길이)의 사각 프리즘 형상으로 제작하였다. 노치는 지간 중앙에 10mm 깊이로 내었다. 클립 게이지를 설치하여 하중 재하 단계별로 노치의 균열개구변위(CMOD)를 측정하였으며, 이로부터 하중-CMOD 곡선을 획득하였다.

3.1 압축거동 모델링

기존의 연구결과(Tue 등, 2004)는 강섬유 보강 초고성능 콘크리트가 보통강도 또는 고강도 콘크리트에 비해 응력-변형률 관계에서 극한변형률까지 거의 선형관계를 나타낸다.

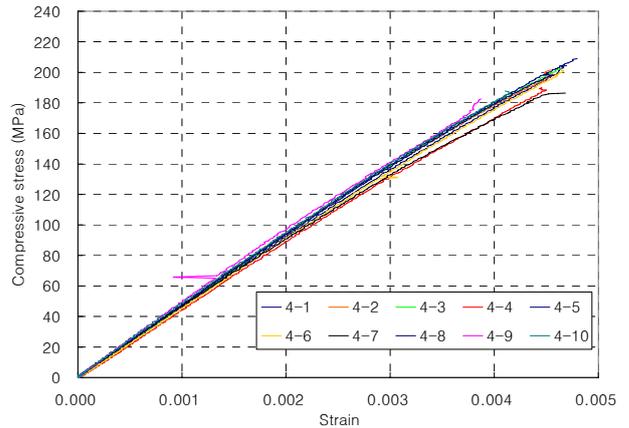


그림 6 압축응력-변형률 측정결과

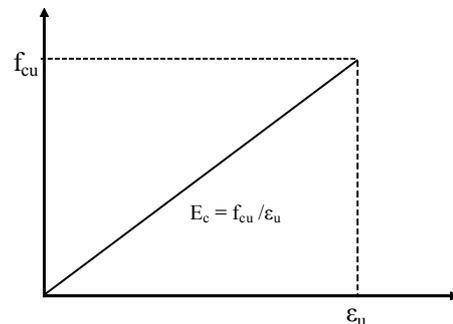


그림 7 압축응력-변형률 모델링

대표적으로 네번째 배치에 사용된 콘크리트의 압축응력-변형률 측정결과를 그림 6에 나타내었다. 평균압축강도는 배치마다 $190.9\sim 196.7\text{MPa}$ 를 나타내고 있으며, 평균탄성계수는 $45,500\sim 46,800\text{MPa}$ 를 나타낸다. 압축거동은 압축과파가 일어나기까지 거의 선형거동을 나타내며, 압축강도에 도달한 이후에는 급격한 파괴형태로 보인다. 압축강도에 도달했을 때의 극한변형률은 약 $0.0035(3500\mu)\sim 0.0045(4500\mu)$ 범위의 값을 나타낸다. 따라서, 콘크리트의 압축응력-변형률 관계를 그림 7과 같이 극한변형률 ϵ_u 와 압축강도 f_{cu} 에 의한 선형관계의 응력-변형률 관계로 모델링하였다.

3.2 인장거동 모델링

휨을 받는 단면의 단면력과 변형과의 관계는 단면의 곡률과 균열개구변위와의 관계에 근거하여 산정한다. 이는 실질적으로 응력-CMOD 관계를 균열단면에서의 응력-변형률 관계로 변환하는 개념에 상응한다. AFGC(2002)는 노치를 낸 시편의 3점재하 휨인장 실험을 통해 측정된 하중-CMOD 관계를 이용하여 역해석을 수행한 후, 이로부터 인장응력-CMOD 관계를 산정할 것을 제안하고 있다. 따라서, 이 연구에서는 단면해석에 사용되는 인장응력-변형률 관계 곡선을

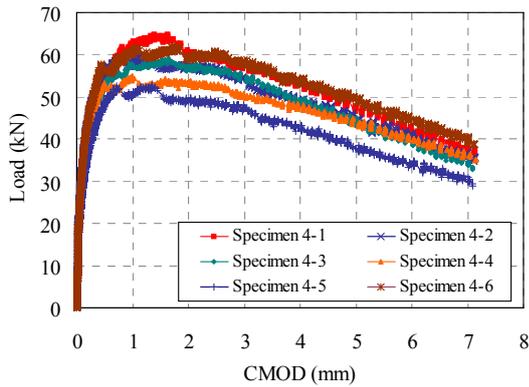


그림 8 하중-CMOD 측정결과

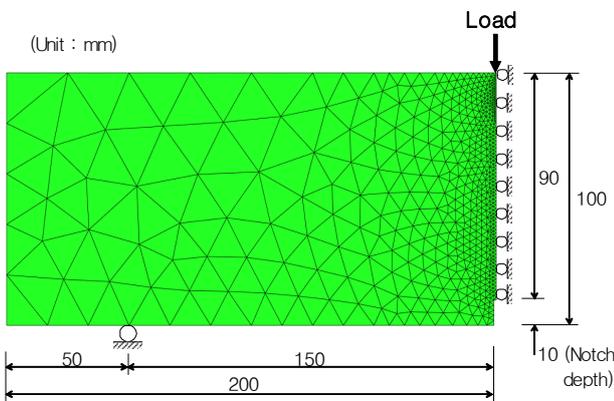


그림 9 역해석을 위한 휨인장 시편의 수치해석모델

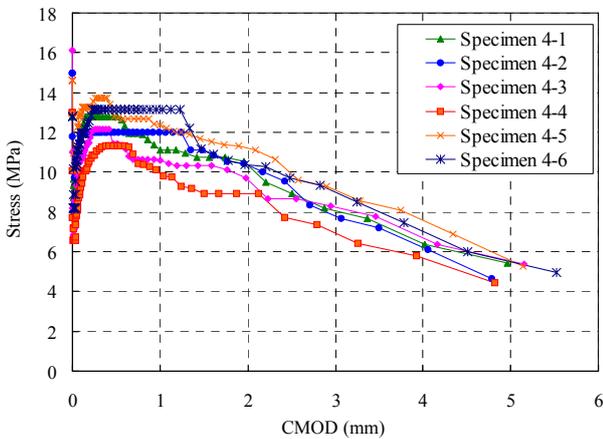


그림 10 인장연화곡선(역해석 결과)

산정하기 위해 우선 3점 휨인장 실험으로부터 측정된 하중-CMOD 관계를 이용하여 역해석을 수행한 후, 인장응력-CMOD 곡선을 산정하였다. 하중-CMOD 곡선은 전술한 바와 같이 10mm 깊이의 노치를 갖는 휨인장실험 측정 결과를 사용하였다. 대표적으로 네 번째 배치 콘크리트에서의 하중-CMOD 측정결과를 그림 8에 나타내었다.

휨인장시편의 역해석을 위한 수치해석모델을 그림 9에 나타내었다. 수치해석모델은 1,076개의 삼각형 요소망으로 구

표 1 타설 배치(batch)별 역해석에 의한 인장강도

재료 특성	배치 1	배치 2	배치 3	배치 4
인장강도(MPa)	11.4	11.2	10.8	13.0

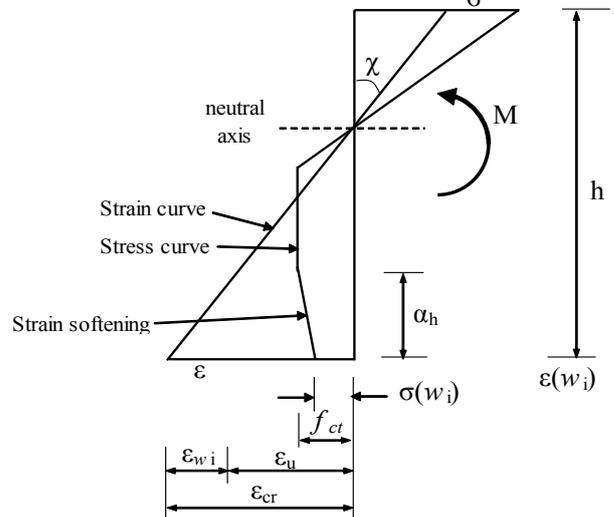


그림 11 힘을 받는 균열단면에서의 변형률 및 응력 분포 (Spasojević, 2008)

성하였으며, 지간중앙을 중심으로 좌우대칭형상으로 모델링하였다. 대표적으로 그림 10에 네번째 배치(batch)의 콘크리트를 타설할 때 제작한 여섯개 시편의 휨인장 실험으로부터 측정된 하중-CMOD 곡선을 이용한 역해석 결과를 나타내었다. 또한, 표 1에 각 배치의 역해석에 의해 구한 인장강도의 평균값을 나타내었다. 각 배치별 수치해석에 의한 평균값은 10MPa를 상회하고 있으며, 최대 13MPa를 나타낸다. 이러한 인장강도는 보통 콘크리트의 인장강도에 비해 매우 큰 값이다.

한편, 균열개구변위(w_i)와 가상의 평면변형률(ϵ_{wi})과의 관계는 다음과 같다(그림 11).

$$w_i = l_w \epsilon_{wi} \quad (14)$$

여기서, l_w 는 단면 크기에 영향을 받는 인자이며, 보의 단면 높이의 함수로 나타낸다.

$$w_i = (\beta h) \cdot \epsilon_{wi} = \beta \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot \chi \quad (15)$$

변형률과 균열개구변위와의 관계는 다음과 같다.

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_u + \frac{w_i}{\beta h} \quad (16)$$

식 (16)의 인장변형률-균열개구변위 관계는 AFGC 설계기준(2002)에 반영되어 있다.

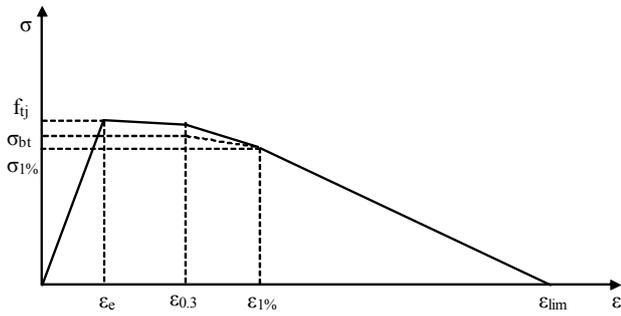


그림 12 인장응력-변형률 관계

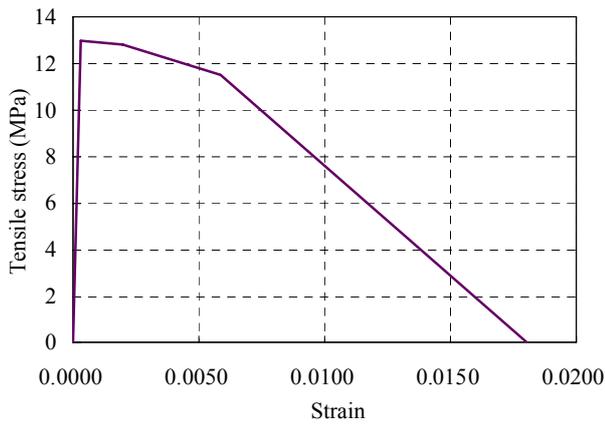


그림 13 인장응력-변형률 관계 모델링 결과(Batch 4)

AFGC(2002)에서 제안한 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 인장응력-변형률 관계 모델을 반영하였다. 인장응력-변형률 관계 곡선은 그림 12와 같으며, 곡선을 결정하기 위해서는 인장거동 특성을 나타내는 변형률 특성값을 산정하여야 한다. 인장응력-변형률 관계는 식 (17)과 같이 나타낸다.

$$\epsilon = \frac{f_{ij}}{E_{ij}} + \frac{w}{l_c} \quad (17)$$

여기서, f_{ij} 는 인장강도, E_{ij} 는 탄성계수, w 는 균열개구변위, l_c 는 콘크리트의 특성길이로써 직사각형 또는 T형 단면에 대해 $l_c = 2/3h$ 의 관계를 갖는다. 또한, h 는 단면높이를 나타낸다.

식 (17)에서 콘크리트 특성길이 l_c 는 본질적으로 식 (16)의 βh 와 유사한 개념이다. 또한, 그림 12에서의 탄성변형률 ϵ_c 는 초기균열이 발생하는 시점에서의 변형률을 나타내고,

$\epsilon_{0.3}$ 은 균열개구변위가 0.3mm일 때의 변형률을 의미하며, $\epsilon_{1\%}$ 는 균열개구변위가 시편 높이의 1%에 해당할 때의 변형률을 나타낸다. ϵ_{lim} 은 인장응력이 0이 될 때의 한계변형률을 의미하며, σ_{bt} 와 $\sigma_{1\%}$ 는 각각 $\epsilon_{0.3}$ 과 $\epsilon_{1\%}$ 에 대응하는 인장응력을 나타낸다.

그림 13에 네 번째 배치 콘크리트의 인장응력-CMOD 곡선으로부터 산정한 인장응력-변형률 모델링 결과를 나타내었다.

4. 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 휨 성능 실험

강섬유 보강 초고강도 콘크리트 보의 휨 거동 특성을 파악하기 위하여 직사각형 단면형상을 가진 보 부재를 제작하여 4점하중제하 휨실험을 수행하였다. 보의 단면은 그림 14와 같이 폭 180mm, 높이 270mm의 직사각형 단면이며, 보의 전체길이는 2,900mm가 되도록 제작하였다. 각 부재는 동일한 제원에 대하여 2개씩 제작하였다. 각 부재의 명칭 및 상세 제원은 표 2에 나타내었다. 콘크리트의 타설은 두가지 방법으로 수행하였다. R13C 부재를 제외한 모든 부재는 부재의 끝단에서부터 콘크리트를 타설하였다. R13C 부재는 지간 중앙에서부터 콘크리트를 타설하였다. R13 부재와 R13C 부재는 부재의 제원은 동일하며, 콘크리트 타설 방법만이 다르다.

보 부재의 휨 실험을 통한 하중-처짐 곡선으로부터 극한하중을 산정하였으며, 극한하중을 이용하여 휨강도를 산정하였다.

5. 보의 모멘트-곡률 해석

5.1 단면해석기법

부재의 모멘트-곡률 해석을 수행하기 위해 단면해석기법을

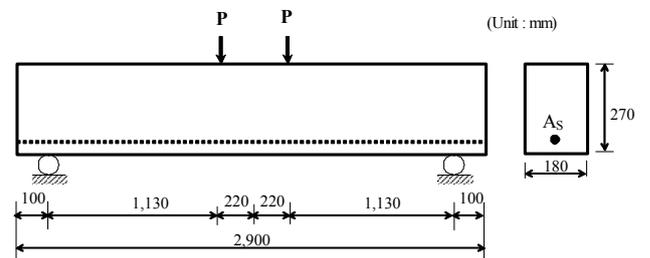


그림 14 실험부재 제원

표 2 실험 부재의 제원

(단위 : mm)

부재	NR-1,2	R12-1,2	R13-1,2	R13C-1,2	R14-1,2	R22-1,2	R23-1,2
철근	-	2-D13 1열	3-D13 1열	3-D13 1열	4-D13 1열	2-D13 2열	3-D13 2열
철근량(mm ²)	-	253.4	380.1	380.1	506.8	506.8	760.2
철근비	-	0.0060	0.0090	0.0090	0.0120	0.0131	0.0196
타설방법	단부타설	단부타설	단부타설	지간중앙	단부타설	단부타설	단부타설
배치번호	4	1	2	2	3	1	3

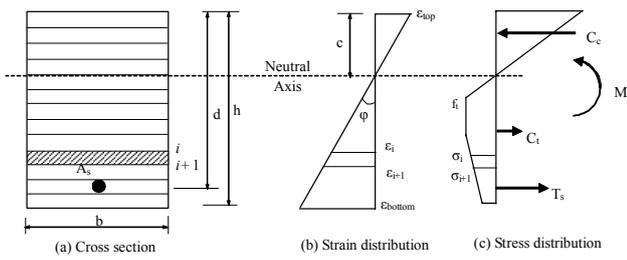


그림 15 단면 내 변형률 및 응력 분포

적용하였으며, 단면은 적층단면(multi-layer)으로 모델링하였다. 단면해석기법 개념은 Thomas 등(2006)과 Yuguang 등(2008)이 강섬유 보강 콘크리트의 구조성능평가를 위한 연구에 응용한 바 있다. 또한, 적층단면을 적용한 단면해석기법은 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨 거동을 파악하는데 있어서 해석기법의 간편성으로 인하여 선호되고 있다(Kooiman 등, 2000). 해석 목적상 부재 단면은 여러 개의 층(layer)으로 분할되며, 부재 단면에 걸쳐 변형률은 선형으로 분포한다고 가정하였다. 그림 15에 단면의 변형률 및 응력분포 형태를 나타내었다. 단면 내의 변형률 분포 즉, 단면 상연 및 하연 변형률은 곡률 및 중립축 깊이를 이용하여 결정할 수 있다. 곡률은 부재의 단위길이당 기울기의 변화이며, 이는 단면에서의 변형률 경사와 동일하다고 가정한다. 해석단계마다 단면 내의 곡률을 일정하게 증분시킨다. 또한, 곡률 단계마다 중립축 위치를 가정하여 단면 내의 변형률 분포를 산정한다. 변형률 적합조건에 의한 보 단면 상연 및 하연의 변형률은 다음과 같다.

$$\epsilon_{top} = c \phi \tag{18}$$

$$\epsilon_{bot} = (h - c) \phi \tag{19}$$

철근콘크리트 구조물에서는 철근과 콘크리트와의 부착면에 부착 미끄럼(bond slip)현상이 존재하므로 철근위치에서 철근의 변형률과 콘크리트의 변형률은 동일하지 않을 수 있다. 강섬유 보강 초고성능 콘크리트에서 철근과 콘크리트와의 부착특성 실험자료는 제한적인 상황이다. 따라서, 철근과 콘크리트와의 부착 미끄럼 현상은 모델링에 반영되지 않았다.

변형률 분포를 결정한 후, 재료모델링에서 획득한 강섬유 보강 콘크리트 및 철근의 응력-변형률 관계로부터 각 층에서의 응력을 산정한다. 각 단면 층의 응력을 산정한 후 층에서의 단면력을 산정할 수 있으며, 모든 층에서 단면력의 합은 평형상태를 만족해야 한다.

$$C_c + C_t + T_s = 0 \tag{20}$$

여기서, C_c , C_t 및 T_s 는 각각 콘크리트가 부담하는 압축력,

콘크리트가 부담하는 인장력 및 철근이 부담하는 인장력이다. 식 (20)을 구체적으로 표현하면 다음과 같다.

$$\int_{A_c} \sigma_c dA_c + \int_{A_s} \sigma_s dA_s = 0 \tag{21}$$

평형상태를 만족시키는 단면내 응력 분포에 근거하여 단면력, 즉 모멘트를 계산할 수 있다.

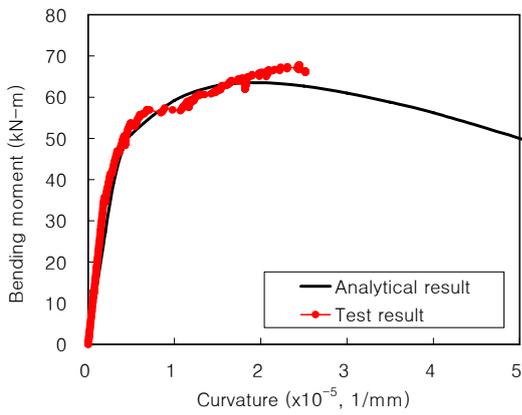
$$M = \int_{A_c} \sigma_c y dA_c + \int_{A_s} \sigma_s y dA_s \tag{22}$$

여기서, σ_c 는 콘크리트 응력이며, σ_s 는 철근 응력이다.

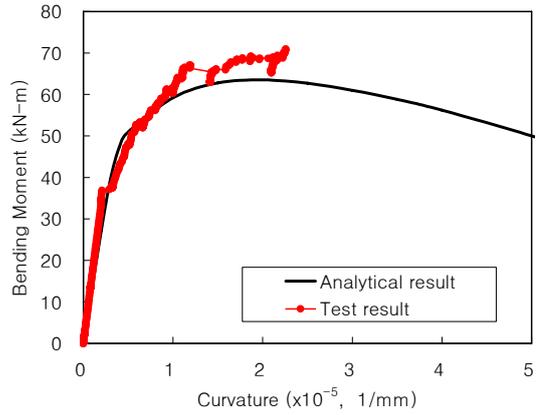
5.2 해석결과

단면해석에 의한 각 부재의 모멘트-곡률 해석결과를 그림 16에 나타내었다. 또한, 실험에서의 모멘트-곡률 관계 측정값을 함께 나타내었다. 실험에 의한 곡률은 부재 표면에서 측정된 콘크리트 변형률에 의해 산정하였다. 부재의 초기균열 이후 콘크리트 변형률 게이지는 균열에 의해 손상을 받으며, 이로 인해 인장변형률은 최대하중 단계까지 측정할 수 없다. 따라서, 실험 곡률은 신뢰할만한 구간까지만 한정하여 나타내었다. 그림에서 모멘트-곡률 실험값과 해석값은 전반적으로 잘 일치하고 있다.

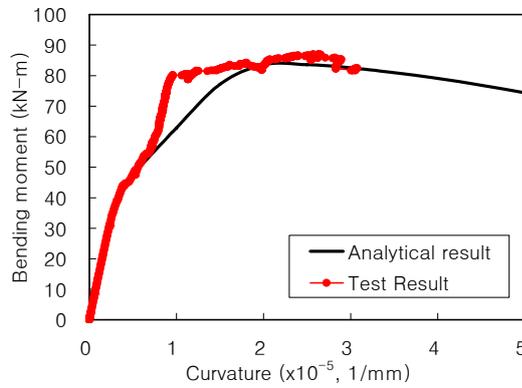
모멘트-곡률 곡선은 크게 세 부분으로 나타난다. 먼저, 모멘트-곡률 곡선은 초기에 선형구간을 나타내며, 이는 초기균열이 발생하기 전의 구간이다. 이후 곡선은 기울기의 감소와 더불어 모멘트는 비선형으로 증가한다. 이는 초기균열 발생 후 단면 강성이 급격히 감소하지 않고 점진적으로 감소하기 때문이다. 실제로 실험 초기균열단계에서 발생한 미세균열은 넓은 간격으로 분포한다. 일반 콘크리트 보 부재는 초기균열 이후의 하중증가에 따라 이미 발생한 균열의 폭이 넓어지고 균열은 급진전하는 특성을 갖는다. 반면에, 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 초기균열 발생이후 하중증가에 따라 균열폭이 급격하게 넓어지는 대신에 새로운 미세 균열이 추가로 발생한다. 따라서, 초기균열 이후 균열성장이 점진적으로 발생하는 양상은 모멘트-곡률 해석결과와 선형구간부터 최대 모멘트에 도달하기 이전에 뚜렷한 비선형 모멘트 증가구간이 나타나는 것과 상응한다. 마지막 단계로 모멘트 곡선은 최대 휨 내력에 도달한 후 점진적으로 감소하는 경향을 나타낸다. 이는 실험에서 관찰된 강섬유의 가교 효과(bridging effect)와 일치하는 현상이다. 즉, 콘크리트에 함유되어 있는 강섬유가 최대 모멘트 도달 이후에도 균열사이에서 지속적인 가교



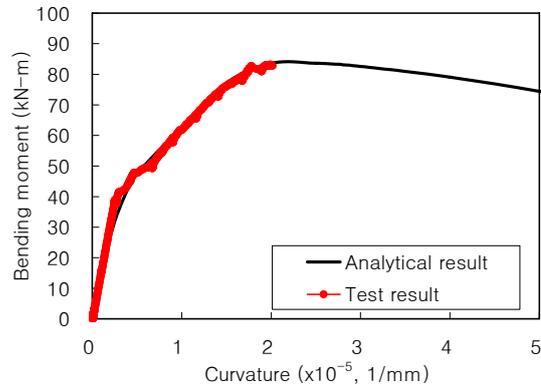
(a) NR-1



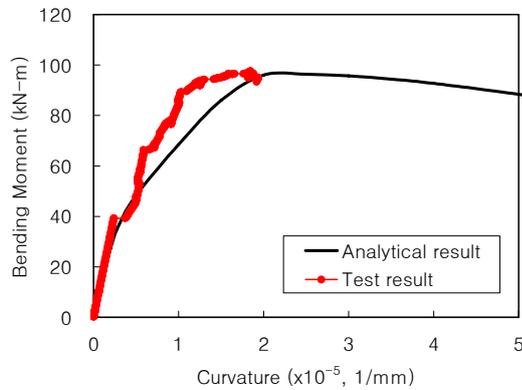
(b) NR-2



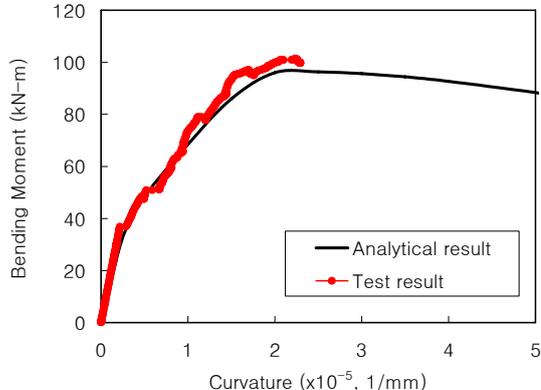
(c) R12-1



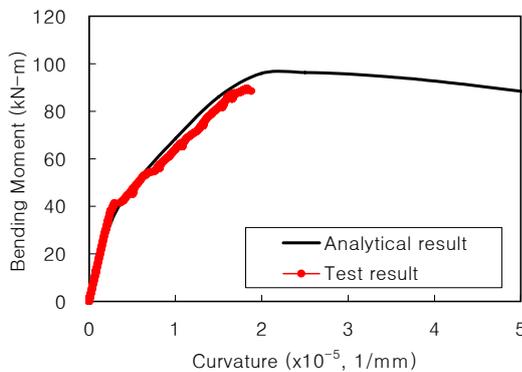
(d) R12-2



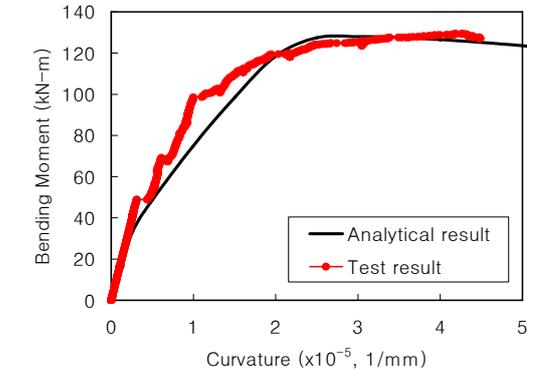
(e) R13-1



(f) R13-2



(g) R13C-1



(h) R23-2

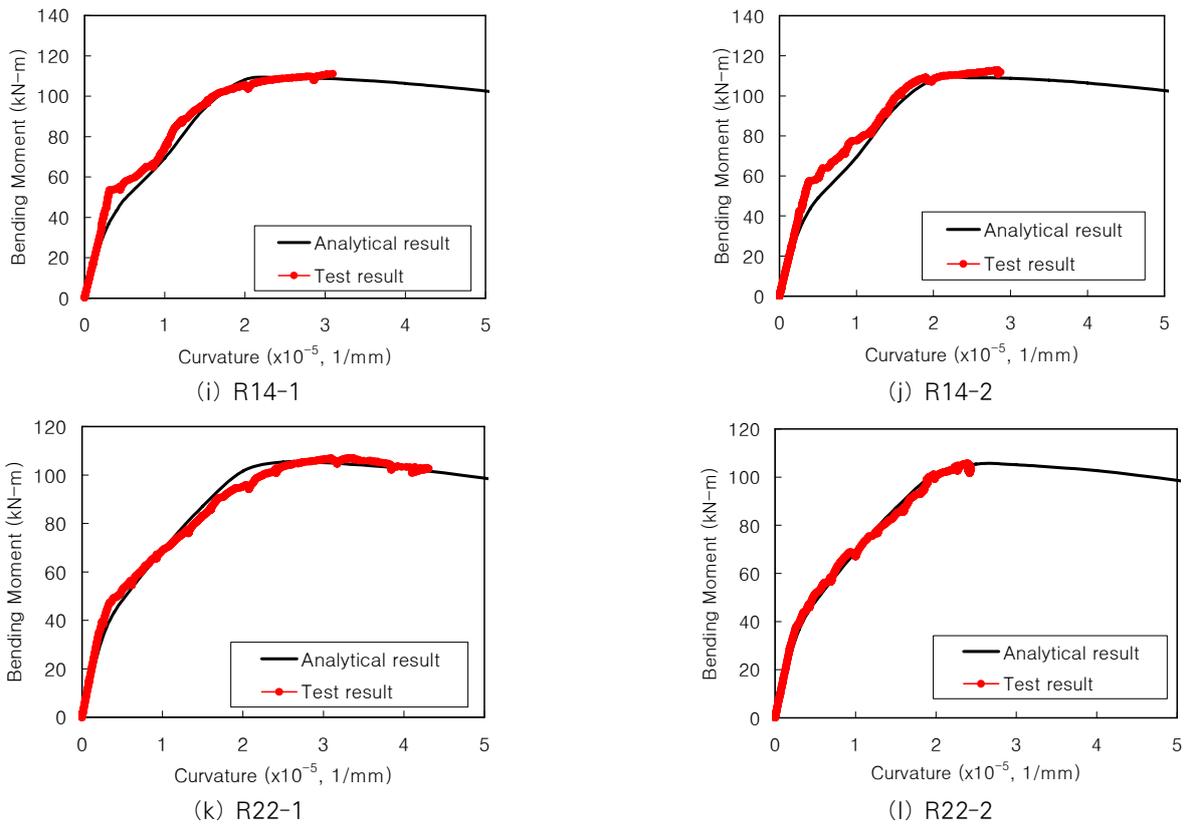


그림 16 모멘트-곡률 곡선 비교

표 3 최대모멘트 예측값과 실험값의 비교

(단위 : kN-m)

부재	예측값 (M_{cal})	실험값 (M_{test})	$\frac{M_{cal}}{M_{test}}$
NR-1	63.5	68.8	0.92
NR-2	63.5	73.1	0.87
R12-1	83.6	87.0	0.96
R12-2	83.6	83.3	1.00
R13-1	96.3	97.5	0.99
R13-2	96.3	106.5	0.90
R13C-1	96.3	92.2	1.04
R14-1	109.0	116.5	0.94
R14-2	109.0	116.8	0.93
R22-1	105.4	107.0	0.99
R22-2	105.4	105.7	1.00
R23-2	128.0	131.7	0.97
평균			0.96

효과를 발휘하여 모멘트가 급격히 감소하지 않고 점진적으로 감소하는 경향을 나타낸다고 판단된다.

각 부재별 최대모멘트 실험값과 해석값을 표 3에 나타내었다. 전체적으로 부재의 실험값에 대한 해석값의 비는 0.87~1.04를 나타내고 있으며, 평균값은 0.96으로 나타난다. 최대모멘트 해석값과 실험값은 대부분 10%이내의 오차범위 내에서 존재한다. 이 연구에서는 초고성능 콘크리트의 압

축강도 실험결과와 하중-CMOD 측정결과를 토대로 각각 재료의 압축 및 인장모델링을 수행하였으며, 이를 이용하여 보 부재의 모멘트-곡률 해석을 수행하였다. 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 모멘트-곡률 측정결과와 해석결과는 잘 일치하고 있으므로 재료 실험으로부터 산정된 인장연화곡선은 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 실제 거동을 합리적으로 반영한다고 판단된다.

따라서, 이 연구에서 제시한 인장연화거동 특성을 반영한 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 재료모델링 및 휨거동 해석기법은 적절하며, 제시기법에 의해 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 부재의 휨 내력을 합리적으로 예측할 수 있다고 판단된다.

6. 결 론

이 연구에서는 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 인장연화거동을 고려한 재료모델링 및 이를 적용한 보 부재 단면의 모멘트-곡률 해석기법을 제시하였다. 단면해석을 위해 노치를 갖는 사각단면 프리즘 시편의 3점 휨인장 시편의 하중-CMOD 실험결과를 적용하여 인장연화곡선을 산정하는 알고리즘을 제시하였다. 또한, 인장연화곡선은 하중-CMOD 측

정결과를 이용하여 가상균열모델에 근거한 콘크리트의 균열 성장해석 및 역해석을 통해 다중선형곡선으로 표현하였다.

역해석에 의한 인장연화곡선에서 강섬유 보강 콘크리트의 인장강도는 10~13MPa를 나타내고 있으며, 이는 일반 콘크리트의 인장강도에 비해 현저히 큰 값을 나타낸다. 모멘트-곡률 해석결과, 초기 선형구간 이후 최대모멘트에 도달 구간 및 이후 구간에서 각각 뚜렷한 비선형 증가구간 및 감소구간이 나타나고 있으며 이는 인장연화거동 및 가교 효과에 따른 휨 거동 특성을 나타낸다.

해석기법에 의한 예측결과를 실제의 부재 실험값과 비교하였다. 모멘트-곡률의 실험값과 해석값은 전반적으로 잘 일치하고 있다. 또한, 최대모멘트 실험값에 대한 해석값의 비는 0.87~1.04를 나타내고 있으며, 대부분 10%이내의 오차범위 이내에서 존재한다. 따라서, 제시한 해석기법에 의해 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 인장연화를 반영한 모멘트-곡률관계의 휨 거동을 합리적으로 예측할 수 있다고 판단된다.

감사의 글

이 연구는 한국건설기술연구원의 기관고유사업인 “초고성능 콘크리트 활용 원천기술 개발”과제의 지원을 받았으며, 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 강수태, 박정준, 고경택, 김성욱 (2008) UHPCC를 사용한 철근콘크리트 보의 휨강도 평가, 한국구조물진단학회 논문집, 12(5), pp.81~90.
- 오영훈, 김정해 (2008) 전단보강이 없는 강섬유 보강 콘크리트 휨부재의 휨 및 전단강도의 평가, 한국콘크리트학회 논문집, 20(2), pp.257~267.
- 한상목, 귀이홍 (2009) 탄소성 파괴역학 모델에 근거한 초고강도 섬유보강 콘크리트 I형 보의 비선형 유한요소해석, 한국전산구조공학회 논문집, 22(3), pp.199~209.
- Alsayed, S.H. (1993) Flexural Deflection of Reinforced Fibrous Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 90(1), pp.72~76.
- American Concrete Institute(ACI) (2005) Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, *ACI 544.4R-88, ACI Manual of Concrete Practice*, Detroit, pp.544.4R-1-544.4R-18.
- Ashour, S.A., Waff, F.F. (1993) Flexural Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 90(3), pp.279~287.
- Association Française du Génie Civil(AFGC) (2002) *Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances*. Association Française du Génie Civil, SETRA, France.
- Casanova, P., Rossi, P. (1999) Analysis of Metallic Fibre-Reinforced Concrete Beams Submitted to Bending, *Materials and Structures*, 29(190), pp.354~361.
- Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P. (1985) Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension, *ACI Journal*, 82(3), pp.310~323.
- Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E. (1976) Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, *Cement and Concrete Research*, 6(6), pp.773~782.
- Japan Concrete Institute(JCI) (2003) *Method of Test for Fracture Energy of Concrete by Use of Notched Beam*, JCI-S-002-2003, http://www.jci-web.jp/jci_standard.
- Jindal, R.L. (1984) Shear and Moment Capacities of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, *ACI SP 81-1*, pp.1~6.
- Kitsutaka, Y. (1997) Fracture Parameters by Polylinear Tension-Softening Analysis, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 123(5), pp.444~450.
- Kooiman, A.G. (2004) Modelling the Post-Cracking Behavior of Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design Purposes, *HERON*, 45(4), pp.275~307.
- Li, V.C., Chan, C.M., Leung, C.K.Y. (1987) Experimental Determination of the Tension Softening Relations for Cementitious Composites, *Cement and Concrete Research*, 17(3), pp.441~452.
- Oh, B.H. (1992) Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118(10), pp.2812~2863.
- RILEM TC 162-TDF (2002) Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete: Bending Test - Final Recommendation, *Materials and Structures*, 35(253), pp.579~582.
- Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H. (1986) Numerical Method to Link Strain Softening with Failure of Concrete, *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Elsevier Science Publishers BV (North-Holland), Amsterdam, The Netherlands, pp.163~

175.

Spasojević, A. (2008) *Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design*, Ph.D. Thesis No. 4051, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.

Swamy, R.N., Al-Ta'an, S.A. (1981) Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete, *ACI Structural Journal*, 78(5), pp.395~405.

Thomas, J., Ramaswamy, A. (2006) Crack Width in Partially Prestressed T-beams Having Steel Fibers, *ACI Structural Journal*, 103(4), pp.568~576.

Tue, N.V., Schneider, H., Simsch, G., Schmidt, D. (2004) Bearing Capacity of Stub Columns Made of NSC, HSC and UHPC Confined by a Steel Tube, *Proceedings of International Symposium on High Performance Concrete ; Ultra High Performance Concrete*, Kassel, Germany, pp.339~350.

Uchida, Y., Barr, B.I.G. (1998) Tension Softening

Curves of Concrete Determined from Different Test Specimen Geometrics, *Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures (FramCos-2)*, Gifu, Japan, pp.387~398.

Wang, Y., Li, V.C., Baker, S. (1990) Experimental Determination of Tensile Behavior of Fiber Reinforced Concrete, *ACI Journal*, 87(5), pp.461~468.

Yuguang, Y., Walraven, J., Uji, J.D. (2008) Study on Bending Behavior of an UHPC Overlay on a Steel Orthotropic Deck, *Proceedings of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Germany, pp.639~646.

- 논문접수일 2010년 4월 28일
- 논문심사일
1차 2010년 5월 3일
2차 2011년 2월 18일
- 게재확정일 2011년 4월 19일